# MODUL 5

# DAYA DUKUNG TIANG TUNGGAL

# DAFTAR ISI

**Bab 1 Pengantar ..... 1**
1.1. Umum ..... 1
1.2. Tujuan Instruksional Umum ..... 1
1.3. Tujuan Instruksional Khusus ..... 1
**Bab 2 Mekanisme Transfer Beban ..... 1**
**Bab 3 Persamaan Daya Dukung Tiang ..... 4**
3.1. Daya Dukung Titik (Ujung), Qp ..... 4
3.1.1. Metode Meyerhof ..... 5
3.1.2. Metode Vesic ..... 9
3.2. Tahanan Gesek Kulit (Qs) pada Pasir ..... 13
3.3. Tahanan Gesek Kulit (Qs) pada Lempung ..... 14
3.3.1. Metode λ ..... 15
3.3.2. Metode α ..... 16
3.3.3. Metode $\beta$ ..... 17
3.4. Daya Dukung Ijin ..... 18
3.5. Komentar Umum ..... 18
3.6. Korelasi Desain Coyle dan Castello ..... 19

# Bab 1 Pengantar

## *1.1. Umum*

Modul ini akan menguraikan mekanisme transfer beban dan perhitungan daya dukung tiang tunggal untuk sejumlah formula yang sudah mapan. Terdapat dua kategori kasar dalam menghitung daya dukung tiang, yaitu dengan menggunakan data parameter kekuatan geser tanah dari uji laboratorium dan formula dinamis yang dikembangkan dari uji pemancangan tiang.

Dalam modul ini hanya akan diuraikan perhitungan daya dukung tiang berdasarkan parameter kekuatan tanah yang diperoleh dari uji laboratorium dan sedikit menurut hubungannya dengan data SPT dan CPT. Daya dukung tiang umumnya disumbangkan oleh dua komponen tiang yang biasa disebut dengan daya dukung ujung dan hambatan gesek kulit.

## *1.2. Tujuan Instruksional Umum*

Setelah menyelesaikan modul ini diharapkan mahasiswa mampu menghitung daya dukung tiang tunggal sebagai dasar dalam menentukan daya dukung tiang kelompok.

## *1.3. Tujuan Instruksional Khusus*

Setelah menyelesaikan modul ini mahasiswa diharapkan dapat memenuhi hal-hal berikut.

1. Mahasiswa memahami konsep mekanisme transfer beban pada pondasi tiang.
2. Mahasiswa mampu menghitung daya dukung ujung tiang, hambatan gesek kulit dan akhirnya daya dukung batas tiang tunggal berdasarkan beberapa metode yang sudah baku.

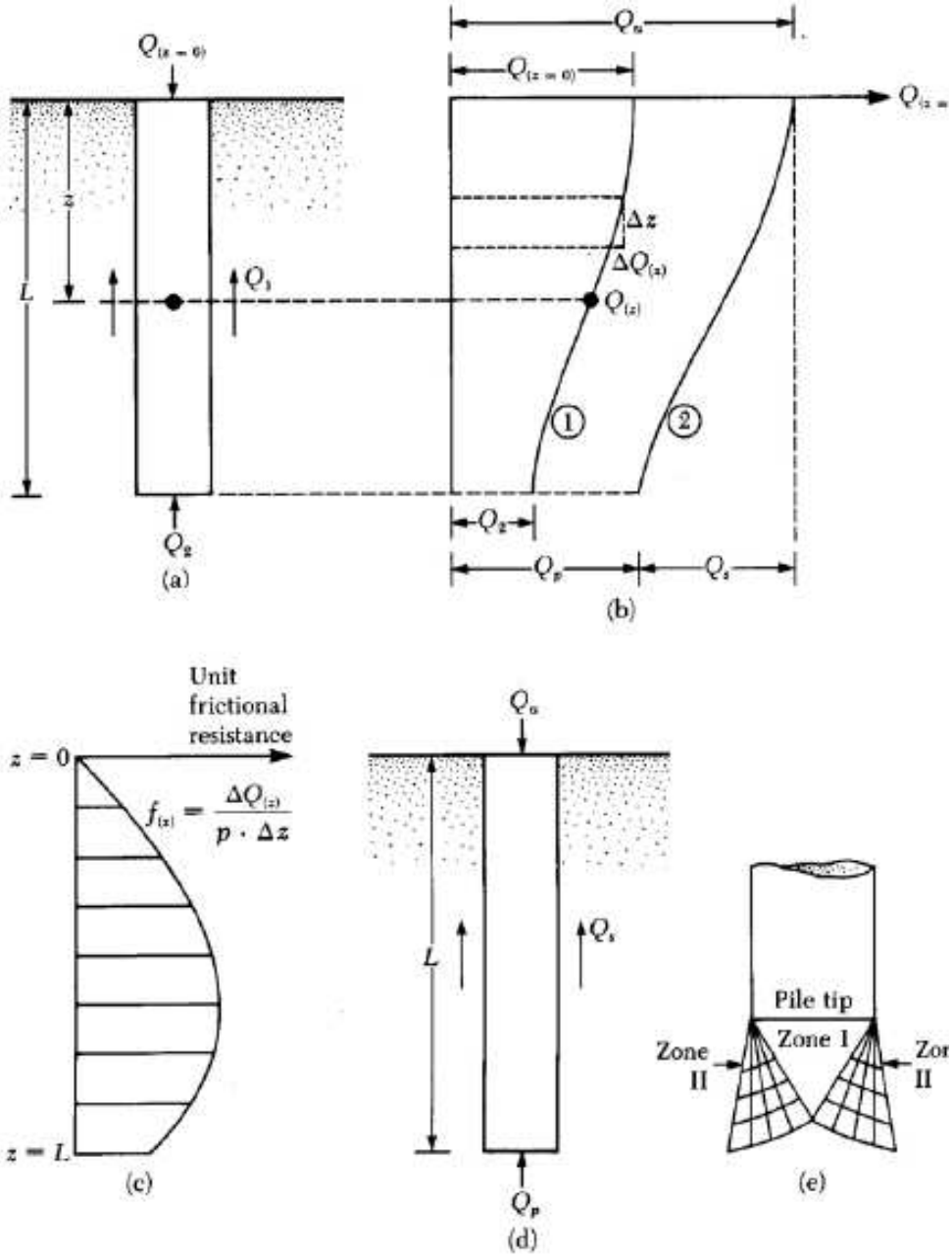
# Bab 2 Mekanisme Transfer Beban

Mekanisme transfer beban dari tiang ke tanah adalah sungguh kompleks. Untuk memahaminya perhatikanlah sebuah tiang dengan panjang L dalam Gambar 1(a). Misalkanlah beban pada tiang dinaikkan sedikit demi sedikit dimulai dari nol sampai dengan $Q_{z=0}$ pada permukaan tanah. Sebagian dari beban ini akan ditahan oleh gesekan pada sisi tiang sepanjang tiang $Q_1$ dan sebagian lagi oleh tanah di ujung tiang $Q_2$.

Pertanyaan adalah, bagaimana $Q_1$ dan $Q_2$ dihubungkan dengan beban total? Jika pengukuran dibuat untuk memperoleh beban yang dapat dipikul oleh batang tiang $Q_z$ pada setiap kedalaman z, maka variasinya akan menjadi seperti yang diperlihatkan pada Kurva 1 dari Gambar 1(b). Tahanan gesek per satuan luas $f_z$ untuk setiap kedalaman z dapat ditentukan sebagai

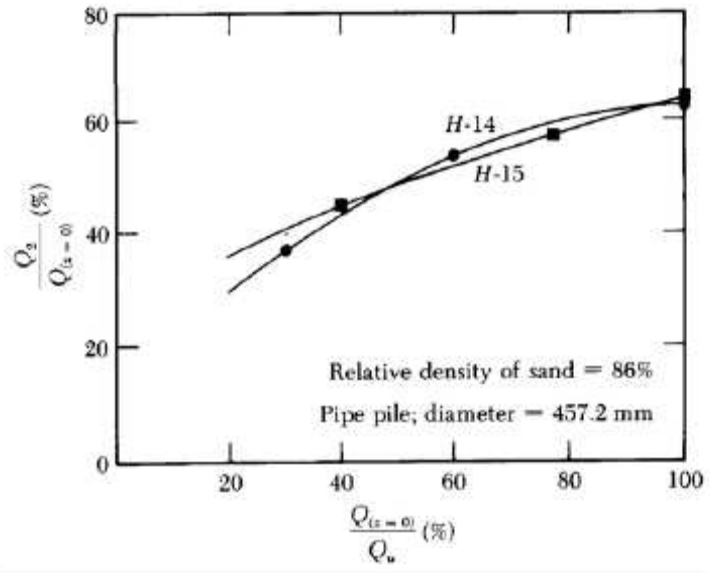
$$f_{(z)} = \frac{\Delta Q_{(z)}}{(p)(\Delta z)} \qquad (1)$$

dimana p = keliling penampang tiang. Variasi nilai-nilai $f_z$ dengan kedalaman ditunjukkan pada Gambar 1(c).




**Gambar 1 Mekanisme transfer beban untuk tiang**

Jika beban Q pada permukaan tanah dinaikkan sedikit demi sedikit, tahanan gesek maksimum sepanjang batang tiang akan seluruhnya dikerahkan apabila perpindahan relatif antara tanah dan tiang adalah sekitar 5-10 mm terlepas dari ukuran tiang dan panjang L. Namun, tahanan titik maksimum $Q_2$ = Qp tidak akan dikerahkan sampai ujung tiang mengalami pergerakan sekitar 10-25% dari lebar (diameter) tiang. Nilai terendah akan terjadi pada saat pemancangan tiang dan nilai tertinggi akan diperoleh untuk tiang bor. Beban batas [Gambar 1(d) dan Kurva 2 pada Gambar 1(b)], $Q_{z=0}$ = Qu. Dengan $Q_1$ = Qs dan $Q_2$ = Qp, maka penjelasan sebelumnya yang menunjukkan bahwa Qs (atau satuan gesek kulit f sepanjang batang tiang) dikembangkan pada perpindahan tiang yang jauh lebih kecil dibandingkan dengan tahanan titik Qp. Hal ini dapat dilihat dari hasil uji beban tiang pada tanah granular yang diberikan oleh Vesic (1970), seperti diperlihatkan pada Gambar 2. Perlu diketahui bahwa hasil ini adalah untuk tiang pipa pada pasir padat.




**Gambar 2 Besaran relatif transfer beban titik pada berbagai tingkat pembebanan tiang (dari Vesic, 1970)**

Pada beban batas, bidang runtuh di dalam tanah pada ujung tiang (keruntuhan daya dukung yang disebabkan oleh Qp) adalah biasanya seperti ditunjukkan pada Gambar 1(e). Catatan bahwa pondasi tiang adalah pondasi dalam, karena tanah biasanya kebanyakan akan mengalami mode keruntuhan punching. Ini berarti bahwa sebuah zona segitiga I yang dikembangkan pada ujung tiang, yang menekan ke bawah tanpa menghasilkan bidang gelincir lain apapun. Pada pasir padat dan lempung kaku, sebuah zona geser radikal, II bisa secara sebagian terjadi.

# Bab 3 Persamaan Daya Dukung Tiang

Daya dukung batas tiang dapat diberikan dalam sebuah rumus sederhana sebagai jumlah daya dukung titik ditambah dengan tahanan gesek total (gesekan kulit) yang diturunkan dari muka-antara tanah-tiang [Gambar 3(a)], atau

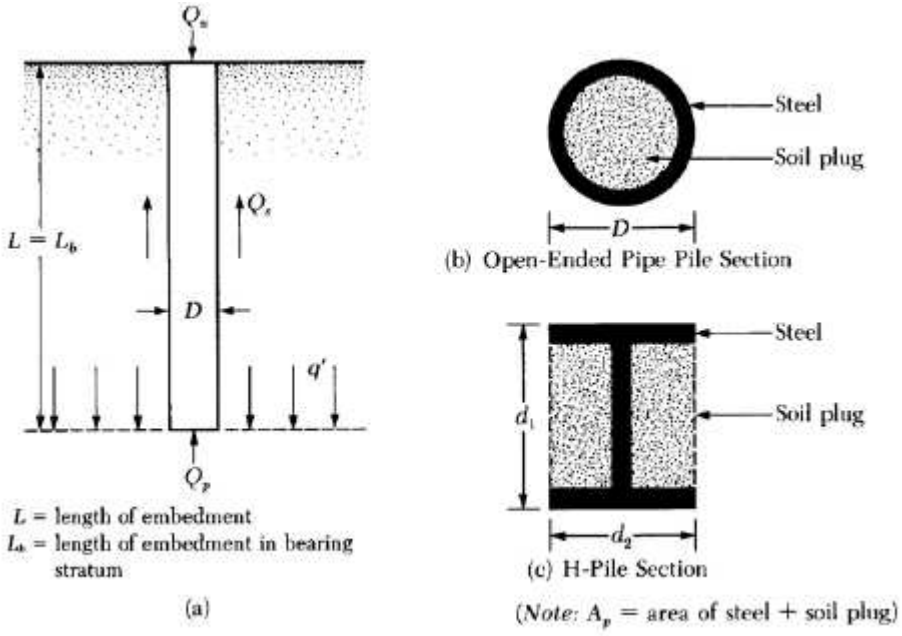
$$Q_u = Q_p + Q_s \qquad (2)$$

dimana

Qu = daya dukung batas

Qp = daya dukung titik (ujung)

Qs = tahanan gesek kulit




**Gambar 3 Notasi daya dukung**

Sejumlah studi telah dipublikasikan berkenaan dengan menentukan nilai Qp dan Qs. Publikasi lengkap yang meliputi penyelidikan yang paling akhir diberikan oleh Meyerhof (1976), dan Coyle dan Castello (1981). Publikasi ini menyediakan wawasan mengenai masalah dalam penentuan daya dukung batas.

## *3.1. Daya Dukung Titik (Ujung), Qp*

Daya dukung batas pondasi dangkal telah dibicarakan sebelumnya. Dengan merujuk pada persamaan Terzaghi untuk daya dukung pondasi dangkal,

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \qquad \text{(pondasi bujursangkar)}$$

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \qquad \text{(pondasi lingkaran)}$$

Dengan cara yang sama, persamaan daya dukung umum untuk pondasi dangkal dengan beban vertikal diberikan sebagai,

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd} + qN_qF_{qs}F_{qd} + 0.5\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}$$

Maka secara umum daya dukung batas dapat dinyatakan sebagai,

$$q_u = cN_c^* + qN_q^* + \gamma BN_\gamma^* \quad (3)$$

dimana $N_c^*$, $N_q^*$, dan $N_\gamma^*$ adalah faktor daya dukung yang meliputi faktor bentuk dan faktor kedalaman yang diperlukan.

Pondasi tiang adalah dalam, namun tahanan batas per satuan luas pada ujung tiang ($q_p$) dapat dinyatakan sebagai sebuah persamaan yang mirip bentuk pondasi dangkal, walaupun nilai-nilai $N_c^*$, $N_q^*$, dan $N_\gamma^*$ akan berubah. Oleh karena lebar tiang dinyatakan dengan D, maka Pers. (3) menjadi,

$$q_u = cN_c^* + qN_q^* + \gamma BN_\gamma^* \quad (3)$$

Oleh karena lebar tiang D relatif kecil, maka suku $\gamma DN_\gamma^*$ dapat dihilangkan tanpa menyebabkan kesalahan yang serius, sehingga

$$q_p = cN_c^* + q'N_q^* \quad (5)$$

Catatan bahwa q digantikan dengan $q'$ untuk menandai tegangan vertikal efektif. Sehingga daya dukung titik tiang dapat dinyatakan sebagai,

$$Q_p = A_pq_p = A_p(cN_c^* + q'N_q^*) \quad (6)$$

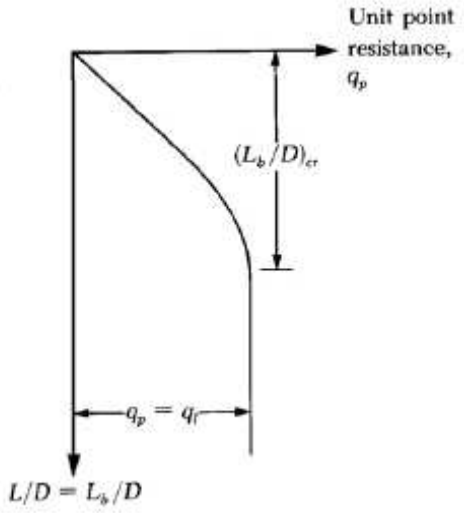
dimana $A_p$ = luas ujung tiang
$c$ = kohesi tanah pada ujung tiang
$q_p$ = tahanan titik satuan
$q'$ = tegangan vertikal efektif pada ujung tiang
$N_c^*, N_q^*$ = faktor daya dukung

Ada beberapa metode untuk menentukan faktor daya dukung $N_c^*$ dan $N_q^*$, yaitu metode Meyerhof dan metode Vesic.

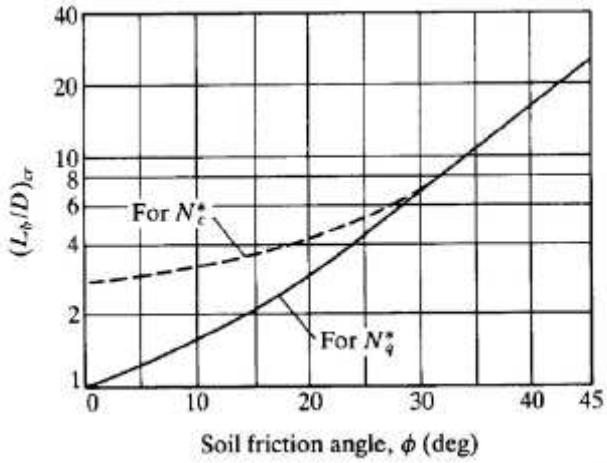
### 3.1.1. Metode Meyerhof

Daya dukung titik tiang pada pasir umumnya meningkat dengan nisbah antara kedalaman penanaman tiang dan lebar tiang (Lb/D) dan mencapai nilai maksimum pada nisbah Lb/D

= $(Lb/D)_{cr}$. Perlu dicatat bahwa untuk tanah homogen Lb akan sama dengan panjang penanaman tiang L [lihat Gambar 3(a)]. Namun pada tiang yang telah masuk ke dalam lapisan pendukung tiang, Lb < L. Di luar nisbah kritis $(Lb/D)_{cr}$, nilai $q_p$ tetap konstan (yaitu $q_p = q_l$). Fakta ini diperlihatkan pada Gambar 4 untuk kasus tanah yang homogen, yaitu L=Lb. Variasi $(Lb/D)_{cr}$ dengan sudut gesek tanah diberikan pada Gambar 5. Berdasarkan penyelidikan Meyerhof, faktor daya dukung akan meningkat sesuai dengan (Lb/D) dan mencapai suatu nilai maksimum pada $L_b / D \approx 0,5(L_b / D)_{cr}$.



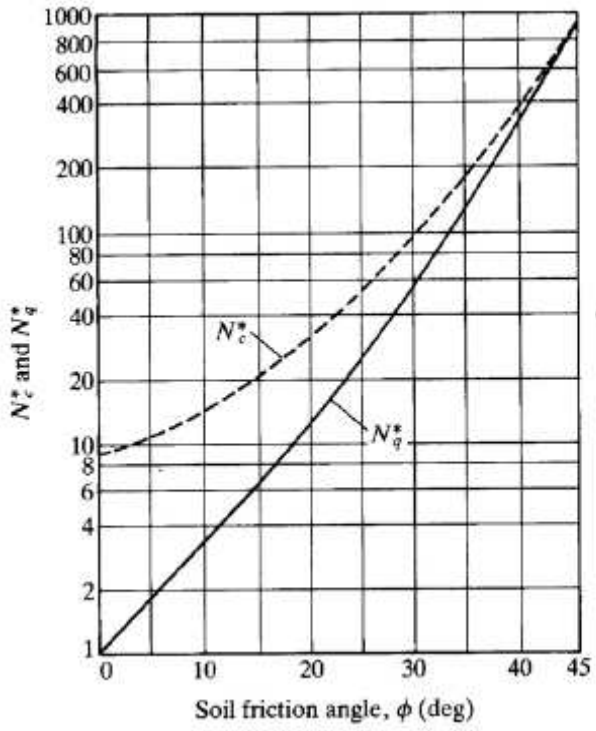

**Gambar 4 Variasi tanahan titik satuan pada pasir homogen**




**Gambar 5 Variasi $(L_b / D)_{cr}$ terhadap sudut gesek tanah (Meyerhof, 1976)**

Seperti terlihat pada Gambar 5, bahwa $(L_b / D)_{cr}$ untuk $\phi = 45^o$ adalah kira-kira 25 dan akan berkurang dengan mengecilnya nilai $\phi$. Untuk keperluan praktis besaran Lb/D untuk tiang adalah lebih besar dari $0,5\,(L_b / D)_{cr}$. Sehingga nilai maksimum $N_c^*$ dan $N_q^*$ akan

terpakai untuk perhitungan $q_p$ untuk semua kemungkinan tiang. Variasi nilai maksimum dari $N_c^*$ dan $N_q^*$ dengan sudut gesek $\phi$ ditunjukkan pada Gambar 6.




**Gambar 6 Nisbah penanaman kritis dan faktor daya dukung untuk berbagai sudut gesek tanah (Meyerhof, 1976)**

(1) Untuk pasir, karena c=0, Pers. (6) sama dengan,

$$Q_p = A_p q_p = A_p q' N_q^* \tag{7}$$

(2) Menentukan sudut gesek tanah, $\phi$.

(3) Menentukan nisbah Lb/D tiang.

(4) Menentukan $(L_b/D)_{cr}$ dari Gambar 5.

(5) Menentukan nilai $N_q^*$ dari Gambar 6.

(6) Menggunakan nilai $N_q^*$ yang dihitung pada langkah 5 untuk memperoleh Qp sebagai

$$Q_p = A_p q' N_q^* \leq A_p q_l \tag{8}$$

Tahanan titik pembatas dapat diberikan sebagai,

$$q_l \ (\mathrm{kN/m^2}) = 50 N_q^* \tan\phi \tag{9}$$

dimana $\phi$ = sudut gesek tanah pada ujung tiang.

Berdasarkan pengamatan lapangan, Meyerhof (1976) juga menggagas bahwa tahanan ujung batas, $q_p$ pada suatu tanah granular yang homogen (L=Lb) dapat diperoleh dari N-SPT sebagai

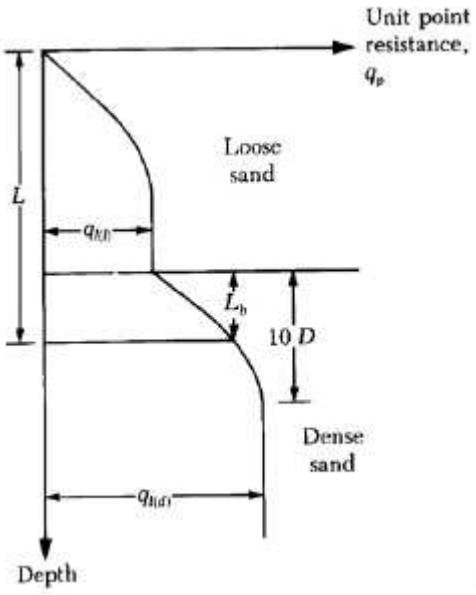
$$q_p \ (\mathrm{kN/m^2}) = 40NL/D \leq 400N \tag{10}$$

dimana N = nilai N-SPT rata-rata di dekat ujung tiang (sekitar 10D di atas 4D di bawah ujung tiang).

Dalam keadaan tertentu, sebuah tiang bisa jadi awalnya tertanam pada lapisan pasir lunak tetapi kemudiannya mencapai lapisan yang lebih padat, seperti ditunjukkan pada Gambar 7. Untuk tiang seperti ini,

$$q_p = q_{l(l)} + \frac{[q_{l(d)} - q_{l(l)}]L_b}{10D} \leq q_{l(d)} \tag{11}$$

dimana $q_{l(l)}$ = batasan tahanan ujung satuan pada pasir lepas ditentukan dari Pers. (9) menggunakan nilai maksimum $N_q^*$ dan nilai $\phi$ dari pasir lepas.
$q_{l(d)}$ = batasan tahanan ujung satuan pada pasir padat ditentukan dari Pers. (9) menggunakan nilai maksimum $N_q^*$ dan nilai $\phi$ dari pasir padat.
$L_b$ = dalamnya penetrasi ke lapisan pasir padat.




**Gambar 7 Variasi tahanan ujung satuan pada tanah berlapis**

Untuk tiang pada lempung jenuh dengan kondisi taksalur ($\phi$ = 0) berlaku,

$$Q_p = N_c^* \; c_u \; A_p = 9 c_u \; A_p \tag{12}$$

dimana cu = kohesi taksalur untuk tanah di bawah ujung tiang.

Untuk lempung yang memiliki parameter c dan $\phi$ (dengan dasar tegangan efektif), beban ujung batas dapat diberikan dengan hubungan yang sama seperti pada Pers. (7). Pada kebanyakan masalah perencanaan, nilai $\phi$ yang diasumsikan adalah kurang dari sekitar $30^o$. Untuk $\phi$ kurang dari $30^o$, prosedur berikut ini dapat digunakan untuk mendapatkan $N_c^*$ dan $N_q^*$ dari Gambar 8.

1. Menentukan $(L_b/D)_{cr}$ untuk suatu nilai $\phi$ dari Gambar 8.
2. Menghitung $(L_b/D)$.
3. Jika $(L_b/D) \geq (L_b/D)_{cr}/2$, ambil nilai maksimum $N_c^*$ dan $N_q^*$ dari Gambar 8.
4. Jika $(L_b/D) < (L_b/D)_{cr}/2$, maka

$$N_c^* = N_{c(\text{pada } L_b/D=0)}^* + [N_{c(\max)}^* - N_{c(\text{pada } L_b/D=0)}^*] \left[ \frac{\left(\frac{L_b}{D}\right)}{0.5 \left(\frac{L_b}{D}\right)_{cr}} \right] \tag{13}$$

$$N_q^* = N_{q(\text{pada } L_b/D=0)}^* + [N_{q(\max)}^* - N_{q(\text{pada } L_b/D=0)}^*] \left[ \frac{\left(\frac{L_b}{D}\right)}{0.5 \left(\frac{L_b}{D}\right)_{cr}} \right] \tag{14}$$

### 3.1.2. Metode Vesic

Vesic (1977) mengajukan sebuah metode untuk menghitung daya dukung ujung tiang berdasar pada teori *expansion of cavities*. Merujuk pada teori ini, dengan parameter tegangan efektif,

$$Q_p = A_p q_p = A_p (c N_c^* + \sigma_o' N_\sigma^*) \tag{15}$$

dimana

$$\sigma_o' = \left( \frac{1 + 2K_o}{3} \right) q' \tag{16}$$

$$= \text{tegangan (efektif) normal rata} - \text{rata pada level ujung tiang}$$

$$K_o = \text{koefisien tekanan tanah diam } = 1 - \sin\phi \tag{17}$$

$$N_c^*, N_q^* = \text{faktor daya dukung} \tag{18}$$

Perlu dicatat bahwa Pers. (15) adalah modifikasi dari Pers. (7) dengan,

\begin{eqnarray}

$$N_c^* = (N_q^* - 1)\cot\phi \tag{20}$$

Merujuk kepada teori Vesic,

$$N_\sigma^* = f(I_{rr}) \tag{21}$$

dimana Irr = indeks kekakuan reduksi tanah.

Namun,

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r\Delta} \tag{22}$$

dimana

$$I_r = \text{indeks kekakuan} = \frac{E_s}{2(1+\mu_s)(c + q'\tan\phi)} = \frac{G_s}{c + q'\tan\phi} \tag{23}$$

$E_s$ = modulus Young tanah

$\mu_s$ = nisbah Poisson tanah

$G_s$ = modulus geser tanah

$\Delta$ = regangan volumetric rata – rata dalam zona plastis dibawah ujung tiang

Untuk kondisi tidak adanya perubahan volume (yaitu, pasir padat atau lempung jenuh), $\Delta$ = 0. Sehingga,

$$I_r = I_{rr} \tag{24}$$

Tabel 1 memberi nilai-nilai $N_c^*$ dan $N_q^*$ untuk berbagai nilai sudut gesek tanah ($\phi$) dan Irr.

Untuk $\phi$ = 0 (yaitu kondisi tak salur),

$$N_c^* = \frac{4}{3}(\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1 \tag{25}$$

Nilai Ir dapat dihitung dari uji triaksial dan konsolidasi di laboratorium yang berkenaan dengan tingkat tegangan yang cocok. Namun, untuk perkiraan awal nilai-nilai berikut ini dapat direkomendasikan:

| Jenis tanah | $I_r$ |
|---|---|
| Pasir | 70-150 |
| Lanau dan lempung (kondisi salur) | 50-100 |
| Lempung (kondisi taksalur) | 100-200 |

Terlepas dari prosedur teoretis yang dipakaikan dalam menghitung Qp, haruslah diingat bahwa nilai penuh tidak dapat disadari sampai ujung tiang mencapai penurunan 10-25% dari diameter tiang. Hal ini merupakan kondisi kritis untuk kasus pasir.

Tabel 1. Faktor daya dukung untuk pondasi dalam, $N_c^*$ dan $N_\sigma^*$

| | $I_r$ | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\phi$ | 10 | 20 | 40 | 60 | 80 | 100 | 200 | 300 | 400 | 500 |
| 0 | 6.97 | 7.90 | 8.82 | 9.36 | 9.75 | 10.04 | 10.97 | 11.51 | 11.89 | 12.19 |
| | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 1 | 7.34 | 8.37 | 9.42 | 10.04 | 10.49 | 10.83 | 11.92 | 12.57 | 13.03 | 13.39 |
| | 1.13 | 1.15 | 1.16 | 1.18 | 1.18 | 1.19 | 1.21 | 1.22 | 1.23 | 1.23 |
| 2 | 7.72 | 8.87 | 10.06 | 10.77 | 11.28 | 11.69 | 12.96 | 13.73 | 14.28 | 14.71 |
| | 1.27 | 1.31 | 1.35 | 1.38 | 1.39 | 1.41 | 1.45 | 1.48 | 1.50 | 1.51 |
| 3 | 8.12 | 9.40 | 10.74 | 11.55 | 12.14 | 12.61 | 14.10 | 15.00 | 15.66 | 16.18 |
| | 1.43 | 1.49 | 1.56 | 1.61 | 1.64 | 1.66 | 1.74 | 1.79 | 1.82 | 1.85 |
| 4 | 8.54 | 9.96 | 11.47 | 12.40 | 13.07 | 13.61 | 15.34 | 16.40 | 17.18 | 17.80 |
| | 1.60 | 1.70 | 1.80 | 1.87 | 1.91 | 1.95 | 2.07 | 2.15 | 2.20 | 2.24 |
| 5 | 8.99 | 10.56 | 12.25 | 13.30 | 14.07 | 14.69 | 16.69 | 17.94 | 18.86 | 19.59 |
| | 1.79 | 1.92 | 2.07 | 2.16 | 2.23 | 2.28 | 2.46 | 2.57 | 2.65 | 2.71 |
| 6 | 9.45 | 11.19 | 13.08 | 14.26 | 15.14 | 15.85 | 18.17 | 19.62 | 20.70 | 21.56 |
| | 1.99 | 2.18 | 2.37 | 2.50 | 2.59 | 2.67 | 2.91 | 3.06 | 3.18 | 3.27 |
| 7 | 9.94 | 11.85 | 13.96 | 15.30 | 16.30 | 17.10 | 19.77 | 12.46 | 22.71 | 23.73 |
| | 2.22 | 2.46 | 2.71 | 2.88 | 3.00 | 3.10 | 3.43 | 3.63 | 3.79 | 3.91 |
| 8 | 10.45 | 12.55 | 14.90 | 16.41 | 17.54 | 18.45 | 21.51 | 23.46 | 24.93 | 26.11 |
| | 2.47 | 2.76 | 3.09 | 3.31 | 3.46 | 3.59 | 4.02 | 4.30 | 4.50 | 4.67 |
| 9 | 10.99 | 13.29 | 15.91 | 17.59 | 18.87 | 19.90 | 23.39 | 25.64 | 27.35 | 28.73 |
| | 2.74 | 3.11 | 3.52 | 3.79 | 3.99 | 4.15 | 4.70 | 5.06 | 5.33 | 5.55 |
| 10 | 11.55 | 14.08 | 16.97 | 18.86 | 20.29 | 21.46 | 25.43 | 28.02 | 29.99 | 31.59 |
| | 3.04 | 3.48 | 3.99 | 4.32 | 4.58 | 4.78 | 5.48 | 5.94 | 6.29 | 6.57 |
| 11 | 12.14 | 14.90 | 18.10 | 20.20 | 21.81 | 23.13 | 27.64 | 30.61 | 32.87 | 34.73 |
| | 3.36 | 3.90 | 4.52 | 4.93 | 5.24 | 5.50 | 6.37 | 6.95 | 7.39 | 7.75 |
| 12 | 12.76 | 15.77 | 19.30 | 21.64 | 23.44 | 24.92 | 30.03 | 33.41 | 36.02 | 38.16 |
| | 3.71 | 4.35 | 5.10 | 5.60 | 5.98 | 6.30 | 7.38 | 8.10 | 8.66 | 9.11 |
| 13 | 13.41 | 16.69 | 20.57 | 23.17 | 25.18 | 26.84 | 32.60 | 36.46 | 39.44 | 41.89 |
| | 4.09 | 4.85 | 5.75 | 6.35 | 6.81 | 7.20 | 8.53 | 9.42 | 10.10 | 10.67 |
| 14 | 14.08 | 17.65 | 21.92 | 24.80 | 27.04 | 28.89 | 35.38 | 39.75 | 43.15 | 45.96 |
| | 4.51 | 5.40 | 6.47 | 7.18 | 7.74 | 8.20 | 9.82 | 10.91 | 11.76 | 12.46 |
| 15 | 14.79 | 18.66 | 23.35 | 26.53 | 29.02 | 31.08 | 38.37 | 43.32 | 47.18 | 50.39 |
| | 4.96 | 6.00 | 7.26 | 8.11 | 8.78 | 9.33 | 11.28 | 12.61 | 13.64 | 14.50 |
| 16 | 15.53 | 19.73 | 24.86 | 28.37 | 31.13 | 33.43 | 41.58 | 47.17 | 51.55 | 55.20 |
| | 5.45 | 6.66 | 8.13 | 9.14 | 9.93 | 10.58 | 12.92 | 14.53 | 15.78 | 16.83 |
| 17 | 16.30 | 20.85 | 26.46 | 30.33 | 33.37 | 35.92 | 45.04 | 51.32 | 56.27 | 60.42 |
| | 5.98 | 7.37 | 9.09 | 10.27 | 11.20 | 11.98 | 14.77 | 16.69 | 18.20 | 19.47 |
| 18 | 17.11 | 22.03 | 28.15 | 32.40 | 35.76 | 38.59 | 48.74 | 55.80 | 61.38 | 66.07 |
| | 6.56 | 8.16 | 10.15 | 11.53 | 12.62 | 13.54 | 16.84 | 19.13 | 20.94 | 22.47 |
| 19 | 17.95 | 23.26 | 29.93 | 34.59 | 38.30 | 41.42 | 52.71 | 60.61 | 66.89 | 72.18 |
| | 7.18 | 9.01 | 11.31 | 12.91 | 14.19 | 15.26 | 19.15 | 21.87 | 24.03 | 25.85 |
| 20 | 18.83 | 24.56 | 31.81 | 36.92 | 40.99 | 44.43 | 56.97 | 65.79 | 72.82 | 78.78 |
| | 7.85 | 9.94 | 12.58 | 14.44 | 15.92 | 17.17 | 21.73 | 24.94 | 27.51 | 29.67 |
| 21 | 19.75 | 25.92 | 33.80 | 39.38 | 43.85 | 47.64 | 61.51 | 71.34 | 79.22 | 85.90 |
| | 8.58 | 10.95 | 13.97 | 16.12 | 17.83 | 19.29 | 24.61 | 28.39 | 31.41 | 33.97 |
| 22 | 20.71 | 27.35 | 35.89 | 41.98 | 46.88 | 51.04 | 66.37 | 77.30 | 86.09 | 93.57 |
| | 9.37 | 12.05 | 15.50 | 17.96 | 19.94 | 21.62 | 27.82 | 32.23 | 35.78 | 38.81 |
| 23 | 21.71 | 28.84 | 38.09 | 44.73 | 50.08 | 54.66 | 71.56 | 83.68 | 93.47 | 101.83 |
| | 10.21 | 13.24 | 17.17 | 19.99 | 22.26 | 24.20 | 31.37 | 36.52 | 40.68 | 44.22 |
| 24 | 22.75 | 30.41 | 40.41 | 47.63 | 53.48 | 58.49 | 77.09 | 90.51 | 101.39 | 110.70 |
| | 11.13 | 14.54 | 18.99 | 22.21 | 24.81 | 27.04 | 35.32 | 41.30 | 46.14 | 50.29 |
| 25 | 23.84 | 32.05 | 42.85 | 50.69 | 57.07 | 62.54 | 82.98 | 97.81 | 109.88 | 120.23 |
| | 12.12 | 15.95 | 20.98 | 24.64 | 27.61 | 30.16 | 39.70 | 46.61 | 52.24 | 57.06 |

| | $I_{rr}$ | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\phi$ | 10 | 20 | 40 | 60 | 80 | 100 | 200 | 300 | 400 | 500 |
| 26 | 24.98 | 33.77 | 45.42 | 53.93 | 60.87 | 66.84 | 89.25 | 105.61 | 118.96 | 130.44 |
| | 13.18 | 17.47 | 23.15 | 27.30 | 30.69 | 33.60 | 44.53 | 52.51 | 59.02 | 64.62 |
| 27 | 26.16 | 35.57 | 48.13 | 57.34 | 64.88 | 71.39 | 95.02 | 113.92 | 128.67 | 141.39 |
| | 14.33 | 19.12 | 25.52 | 30.21 | 34.06 | 37.37 | 49.88 | 59.05 | 66.56 | 73.04 |
| 28 | 27.40 | 37.45 | 50.96 | 60.93 | 69.12 | 76.20 | 103.01 | 122.79 | 139.04 | 153.10 |
| | 15.57 | 20.91 | 28.10 | 33.40 | 37.75 | 41.51 | 55.77 | 66.29 | 74.93 | 82.40 |
| 29 | 28.69 | 39.42 | 53.95 | 64.71 | 73.58 | 81.28 | 110.54 | 132.23 | 150.11 | 165.61 |
| | 16.90 | 22.85 | 30.90 | 36.87 | 41.79 | 46.05 | 62.27 | 74.30 | 84.21 | 92.80 |
| 30 | 30.03 | 41.49 | 57.08 | 68.69 | 78.30 | 86.64 | 118.53 | 142.27 | 161.91 | 178.98 |
| | 18.24 | 24.95 | 33.95 | 40.66 | 46.21 | 51.02 | 69.43 | 83.14 | 94.48 | 104.33 |
| 31 | 31.43 | 43.64 | 60.37 | 72.88 | 83.27 | 92.31 | 126.99 | 152.95 | 174.49 | 193.23 |
| | 19.88 | 27.22 | 37.27 | 44.79 | 51.03 | 56.46 | 77.31 | 92.90 | 105.84 | 117.11 |
| 32 | 32.89 | 45.90 | 63.82 | 77.29 | 88.50 | 98.28 | 135.96 | 164.29 | 187.87 | 208.43 |
| | 21.55 | 29.68 | 40.88 | 49.30 | 56.30 | 62.41 | 85.96 | 103.66 | 118.39 | 131.24 |
| 33 | 34.41 | 48.26 | 67.44 | 81.92 | 94.01 | 104.58 | 145.46 | 176.33 | 202.09 | 224.62 |
| | 23.34 | 32.34 | 44.80 | 54.20 | 62.05 | 68.92 | 95.46 | 115.51 | 132.24 | 146.87 |
| 34 | 35.99 | 50.72 | 71.24 | 86.80 | 99.82 | 111.22 | 155.51 | 189.11 | 217.21 | 241.84 |
| | 25.28 | 35.21 | 49.05 | 59.54 | 68.33 | 76.02 | 105.90 | 128.55 | 147.51 | 164.12 |
| 35 | 37.65 | 53.30 | 75.22 | 91.91 | 105.92 | 118.22 | 166.14 | 202.64 | 233.27 | 260.15 |
| | 27.36 | 38.32 | 53.67 | 65.36 | 75.17 | 83.78 | 117.33 | 142.89 | 164.33 | 183.16 |
| 36 | 39.37 | 55.99 | 79.39 | 97.29 | 112.34 | 125.59 | 177.38 | 216.98 | 250.30 | 279.60 |
| | 29.60 | 41.68 | 58.68 | 71.69 | 82.62 | 92.24 | 129.87 | 158.65 | 182.85 | 204.14 |
| 37 | 41.17 | 58.81 | 83.77 | 102.94 | 119.10 | 133.34 | 189.25 | 232.17 | 268.36 | 300.26 |
| | 32.02 | 45.31 | 64.13 | 78.57 | 90.75 | 101.48 | 143.61 | 175.95 | 203.23 | 227.26 |
| 38 | 43.04 | 61.75 | 88.36 | 108.86 | 126.20 | 141.50 | 201.78 | 248.23 | 287.50 | 322.17 |
| | 34.63 | 49.24 | 70.03 | 86.05 | 99.60 | 111.56 | 158.65 | 194.94 | 225.62 | 252.71 |
| 39 | 44.99 | 64.83 | 93.17 | 115.09 | 133.66 | 150.09 | 215.01 | 265.23 | 307.78 | 345.41 |
| | 37.44 | 53.50 | 76.45 | 94.20 | 109.24 | 122.54 | 175.11 | 215.78 | 250.23 | 280.71 |
| 40 | 47.03 | 68.04 | 98.21 | 121.62 | 141.51 | 159.13 | 228.97 | 283.19 | 329.24 | 370.04 |
| | 40.47 | 58.10 | 83.40 | 103.05 | 119.74 | 134.52 | 193.13 | 238.62 | 277.26 | 311.50 |
| 41 | 49.16 | 71.41 | 103.49 | 128.48 | 149.75 | 168.63 | 243.69 | 302.17 | 351.95 | 396.12 |
| | 43.74 | 63.07 | 90.96 | 112.68 | 131.18 | 147.59 | 212.84 | 263.67 | 306.94 | 345.34 |
| 42 | 51.38 | 74.92 | 109.02 | 135.68 | 158.41 | 178.62 | 259.22 | 322.22 | 375.97 | 423.74 |
| | 47.27 | 68.46 | 99.16 | 123.16 | 143.64 | 161.83 | 234.40 | 291.13 | 339.52 | 382.53 |
| 43 | 53.70 | 78.60 | 114.82 | 143.23 | 167.51 | 189.13 | 275.59 | 343.40 | 401.36 | 452.96 |
| | 51.08 | 74.30 | 108.08 | 134.56 | 157.21 | 177.36 | 257.99 | 321.22 | 375.28 | 423.39 |
| 44 | 56.13 | 82.45 | 120.91 | 151.16 | 177.07 | 200.17 | 292.85 | 365.75 | 428.21 | 483.88 |
| | 55.20 | 80.62 | 117.76 | 146.97 | 172.00 | 194.31 | 283.80 | 354.20 | 414.51 | 468.28 |
| 45 | 58.66 | 86.48 | 127.28 | 159.48 | 187.12 | 211.79 | 311.04 | 389.35 | 456.57 | 516.58 |
| | 59.66 | 87.48 | 128.28 | 160.48 | 188.12 | 212.79 | 312.03 | 390.35 | 457.57 | 517.58 |
| 46 | 61.30 | 90.70 | 133.97 | 168.22 | 197.67 | 224.00 | 330.20 | 414.26 | 486.54 | 551.16 |
| | 64.48 | 94.92 | 139.73 | 175.20 | 205.70 | 232.96 | 342.94 | 429.98 | 504.82 | 571.74 |
| 47 | 64.07 | 95.12 | 140.99 | 177.40 | 208.77 | 236.85 | 350.41 | 440.54 | 518.20 | 587.72 |
| | 69.71 | 103.00 | 152.19 | 191.24 | 224.88 | 254.99 | 376.77 | 473.42 | 556.70 | 631.25 |
| 48 | 66.97 | 99.75 | 148.35 | 187.04 | 220.43 | 250.36 | 371.70 | 468.28 | 551.64 | 626.36 |
| | 75.38 | 111.78 | 165.76 | 208.73 | 245.81 | 279.06 | 413.82 | 521.08 | 613.65 | 696.64 |
| 49 | 70.01 | 104.60 | 156.09 | 197.17 | 232.70 | 264.58 | 394.15 | 497.56 | 586.96 | 667.21 |
| | 81.54 | 121.33 | 180.56 | 227.82 | 268.69 | 305.37 | 454.42 | 573.38 | 676.22 | 768.53 |
| 50 | 73.19 | 109.70 | 164.21 | 207.83 | 245.60 | 279.55 | 417.82 | 528.46 | 624.28 | 710.39 |
| | 88.23 | 131.73 | 196.70 | 248.68 | 293.70 | 334.15 | 498.94 | 630.80 | 744.99 | 847.61 |

From "Design of Pile Foundations," by A. S. Vesic, in NCHRP *Synthesis of Highway Practice 42*, Transportation Research Board, 1977. Reprinted by permission.

*Note:* Upper number $N_\gamma^*$, lower number $N_q^*$.

## *3.2. Tahanan Gesek Kulit (Qs) pada Pasir*

Tahanan (hambatan) gesek atau tahanan kulit tiang dapat ditulis sebagai

$$Q_s = \Sigma\, p\, \Delta L f \tag{26}$$

dimana $p$ = keliling penampang tiang
$\Delta L$ = panjang tiang [Gambar 8(a)]
$f$ = tahanan gesek satuan pada setiap kedalaman $z$

Tahanan gesek satuan untuk kedalaman tertentu tiang di dalam pasir dapat dinyatakan sebagai,

$$f = K\sigma'_v \tan\delta \tag{27}$$

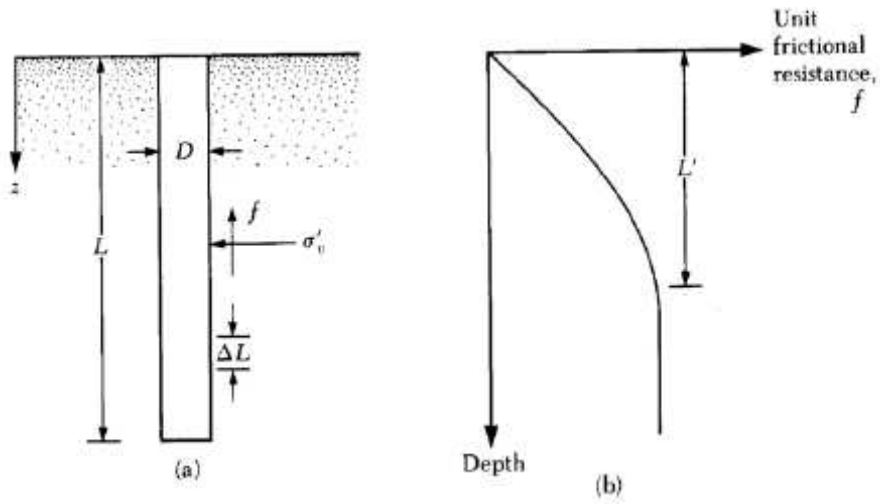
dimana $K$ = koefisien tekanan tanah
$\sigma'_v$ = tegangan vertikal efektif
$\delta$ = sudut gesek antara tanah-tiang

Pada kenyataannya, nilai K bervariasi dengan kedalaman. Secara pendekatan nilai ini akan sama dengan koefisien tekanan tanah pasif Rankine (Kp) pada puncak tiang dan bisa jadi kurang dari koefisien tekanan tanah diam (Ko) pada ujung bawah tiang. Dan juga bergantung pada cara pemasukan tiang ke dalam tanah. Berdasarkan hasil-hasil yang ada, nilai rata-rata K berikut ini dapat digunakan pada Pers. (27).

| Cara pemasukan tiang | $K$ |
|---|---|
| Tiang bor atau *jetter* | $K = K_o = 1 - \sin\phi$ |
| Tiang pancang perpindahan rendah | $K = K_o$ (batas bawah) |
| | $K = 1.4K_o$ (batas atas) |
| Tiang pancang perpindahan tinggi | $K = K_o$ (batas bawah) |
| | $K = 1.8K_o$ (batas atas) |

Dapat dilihat bahwa tegangan vertikal efektif $\sigma'_V$ yang digunakan pada Pers. (27) meningkat dengan kedalaman tiang hingga suatu batas maksimum pada kedalaman 15-20 kali diameter tiang dan tetap konstan untuk seterusnya. Ini diperlihatkan pada Gambar 8(b). Kedalaman kritis $L'$ ini bergantung pada beberapa faktor, seperti sudut gesek tanah, kompresibilitas, dan kerapatan relatif. Estimasi konservatif seharusnyalah mengasumsikan

$$L' = 15D \tag{28}$$




**Gambar 8 Tahanan gesek satuan untuk tiang dalam pasir**

Nilai $\Delta$ dari berbagai investigasi diperoleh dalam jangkauan 0,5 $\phi$ sampai 0,8 $\phi$. Untuk memilih $\Delta$ ini perlu keputusan yang benar-benar baik.

Meyerhof (1976) juga menunjukkan bahwa tahanan gesek satuan rata-rata ($f_{av}$) untuk tiang yang dipancangkan pada perpindahan tinggi dapat ditentukan dari nilai N-SPT sebagai,

$$f_{av}\ (\mathrm{kN/m^2}) = 2\overline{N} \tag{29}$$

dimana $\overline{N}$ = nilai N-SPT rata-rata.

Untuk pemancangan tiang dengan perpindahan rendah,

$$f_{av}\ (\mathrm{kN/m^2}) = \overline{N} \tag{30}$$

Maka

$$Q_s = pLf_{av} \tag{31}$$

## *3.3. Tahanan Gesek Kulit (Qs) pada Lempung*

Terdapat beberapa metode yang sekarang tersedia untuk menentukan tahanan kulit tiang pada tanah lempung. Beberapa diantaranya yang banyak dipakai akan diuraikan secara ringkas di bawah ini.

### 3.3.1. Metode λ

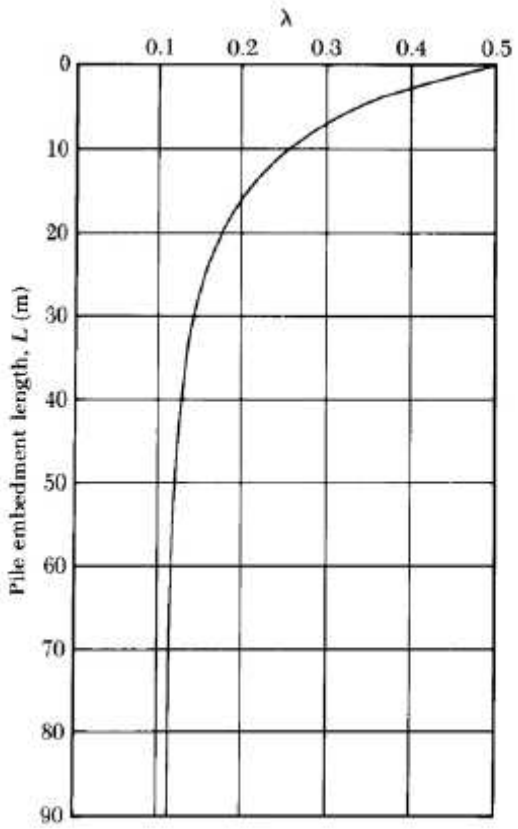
Metode ini diajukan oleh Vijayvergiya dan Focht (1972). Metode ini mengasumsikan bahwa perpindahan tanah yang disebabkan oleh pemasukan tiang kedalam tanah menghasilkan suatu tekanan lateral pasif pada suatu kedalaman tertentu, dan tahanan kulit satuan rata-rata dapat dinyatakan sebagai,

$$f_{av} = \lambda(\overline{\sigma'_v} + 2c_u) \qquad (32)$$

dimana $\overline{\sigma'_v}$ = nilai tengah tegangan vertikal efektif untuk seluruh panjang tiang
$c_u$ = nilai tengah kuat geser taksalur (konsep $\phi = 0$)

Nilai λ akan berubah dengan kedalaman penetrasi tiang (lihat Gambar 9). Maka tahanan gesek total dapat dihitung sebagai

$$Q_s = pLf_{av}$$



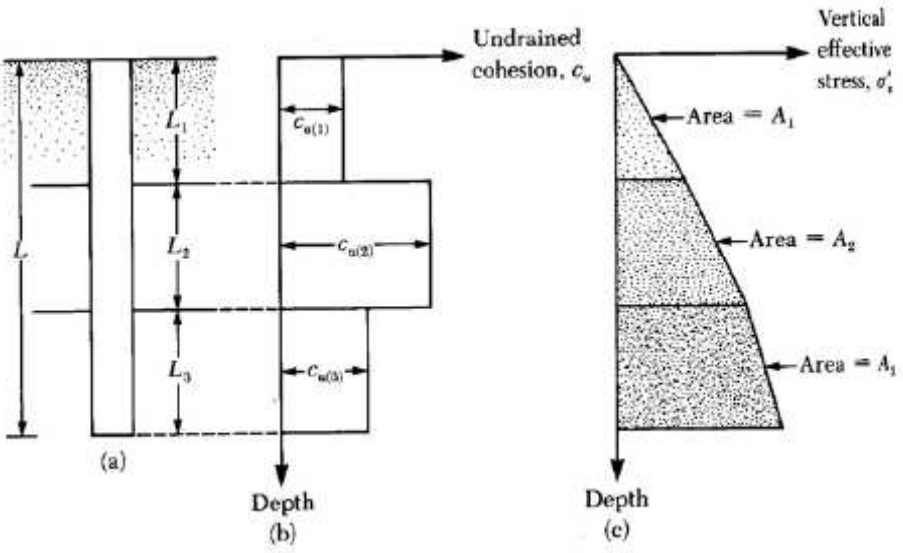

**Gambar 9 Variasi λ dengan panjang tiang (McClelland, 1974)**

Perlu kehati-hatian dalam menentukan nilai-nilai $\bar{\sigma}'_v$ dan $c_u$ untuk tanah berlapis. Hal ini dijelaskan dengan bantuan Gambar 10. Mengacu kepada Gambar 10(b), nilai tengah $c_u$

adalah $(c_{u(1)}L_1 + c_{u(2)}L_2 + ....)/L$. Dengan cara yang sama, Gambar 10(c) menunjukkan plot dari variasi tegangan efektif dengan kedalaman. Nilai tengan tegangan efektif adalah

$$\overline{\sigma_v'} = \frac{A_1 + A_2 + A_3 + \ldots}{L} \tag{33}$$

dimana $A_1, A_2, A_3, \ldots$ = luas diagram tegangan vertikal efektif.




**Gambar 10 Pemakaian metode $\lambda$ pada tanah berlapis**

### 3.3.2. Metode $\alpha$

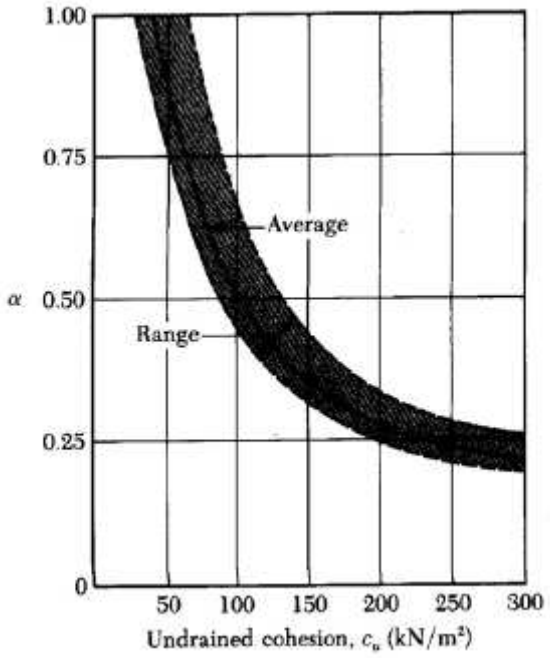
Menurut metode $\alpha$, tahanan kulit satuan pada tanah kelempungan dapat digambarkan dengan persamaan berikut,

$$f = \alpha c_u \tag{34}$$

dimana $\alpha$ = faktor adhesion empiris.

Variasi pendekatan untuk nilai $\alpha$ ditunjukkan pada Gambar 11. Perlu dicatat bahwa lempung terkonsolidasi normal dengan $c_u \leq$ sekitar $50\ kN/m^2$ nilai $\alpha$ akan sama dengan 1. Maka

$$Q_s = \Sigma\ f\ p\ \Delta L = \Sigma\ \alpha\ c_u\ p\ \Delta L \tag{35}$$




**Gambar 11 Variasi $\alpha$ dengan kohesi taksalur, $c_u$**

### 3.3.3. Metode $\beta$

Kalau tiang disorongkan ke dalam lempung jenuh, tekanan air pori di sekitar tiang akan meningkat. Kelebihan tekanan air pori (excess pore water pressure) ini pada lempung terkonsolidasi normal bisa jadi sebesar 4-6 kali $c_u$ . Namun, di dalam satu bulanan, tekanan ini perlahan-lahan berkurang. Maka tahanan gesek satuan untuk tiang dapat ditentukan dengan mengacu pada parameter tegangan efektif lempung dalam keadaan *remolded* (yaitu, c = 0). Maka pada suatu kedalaman tertertu,

$$f = \beta \sigma_v' \tag{36}$$

dimana $\sigma_v'$ = tegangan vertikal efektif untuk kedalaman tertentu
$\beta = K \tan \phi_R$
$\phi_R$ = sudut gesek salur lempung *remolded*
$K$ = koefisien tekanan tanah

Nilai K dapat secara konservatif diambil sebagai koefisien tekanan tanah diam, atau

$$K = 1 - \sin \phi_R \qquad \text{(untuk lempung terkonsolidasi normal)} \tag{37}$$

$$K = (1 - \sin \phi_R)\sqrt{OCR} \qquad \text{(untuk lempung overkonsolidasi)} \tag{38}$$

dimana OCR = nisbah overkonsolidasi.

Dengan mengombinasikan Pers. (36), (37), dan (38) diperoleh

$$f = (1 - \sin\phi_R)\tan\phi_R\ \sigma'_v \quad \text{(untuk lempung terkonsolidasi normal)} \qquad (39)$$

$$f = (1 - \sin\phi_R)\tan\phi_R\sqrt{OCR}\ \sigma'_v \quad \text{(untuk lempung overkonsolidasi)} \qquad (40)$$

Apabila nilai f dapat ditentukan maka tahanan kulit total dapat dihitung dengan

$$Q_s = \Sigma\ f\ p\ \Delta L$$

## 3.4. Daya Dukung Ijin

Daya dukung batas tiang dapat dihitung sebagai jumlah dari daya dukung ujung dan daya dukung tahanan kulit. Dengan diperolehnya daya dukung batas, maka daya dukung tiang ijin dapat diperoleh dengan memakaikan suatu faktor keamanan sedemikian hingga beban ijin total untuk masing-masing tiang dapat dihitung dengan

$$Q_{\text{all}} = \frac{Q_u}{FS} \qquad (41)$$

dimana $Q_{\text{all}}$ = daya dukung ijin masing-masing tiang
$FS$ = faktor keamanan

Faktor keamanan umunya dipakai dalam rentang 2.5 - 4, bergantung pada tingkat ketidaktentuan perhitungan beban batas.

## 3.5. Komentar Umum

Meskipun perhitungan-perhitungan daya dukung batas tiang dapat dibuat menurut Pers. (3) sampai (41), namun beberapa hal berikut perlu diingat:

(1) Untuk suatu nilai sudut gesek tanah ($\phi$) tertentu, pemancangan tiang pada pasir bisa menunjukkan tahanan ujung satuan lebih tinggi 50-100% bila dibandingkan dengan tiang bor. Hasil ini disebabkan oleh densifikasi tanah selama pemancangan.

(2) Pada tanah pasir, tiang yang dicor di tempat dengan pedestal bisa memperlihatkan tahanan ujung satuan yang lebih tinggi 50-100 % dibandingkan dengan tiang yang dicor di tempat tanpa pedestal. Energi berimpak tinggi dari palu yang dipakai membuat pedestal menyebabkan tanah memadat sehingga meningkatkan besar sudut gesek tanah.

(3) Dalam perhitungan luas penampang (Ap) dan keliling (p) tiang profil pabrikasi, seperti tiang-H dan tiang pipa terbuka, pengaruh *plug* tanah harus dipertimbangkan. Merujuk pada Gambar 3(b) dan 3(c), untuk tiang pipa

$$A_p = \left(\frac{\pi}{4} D^2\right)$$

dan

$$p = \pi \ D$$

Dengan cara yang sama untuk tiang-H,

$$\begin{aligned} A_p &= d_1 \cdot d_2 \\ p &= 2(d_1 + d_2) \end{aligned}$$

Juga, perlu dicatat bahwa untuk tiang-H, oleh karena $d_2 > d_1$ maka $D = d_1$.

(4) Hubungan beban titik batas yang diberikan pada Pers. (6), (14), dan (22) untuk beban titik batas kotor; yaitu termasuk berat tiang. Sehingga beban titik batas bersih (net ultimate point load) dapat dihitung sebagai,

$$Q_{p(\text{bersih})} = Q_{p(\text{kotor})} - q'$$

Dalam praktek apabila tanah memiliki $\phi > 0$ , maka $Q_{p(bersih)}$ diasumsikan sama dengan $Q_{p(kotor)}$

Untuk tanah kohesif dengan $\phi = 0$, nilai $N_q^*$ adalah sama dengan satu (Gambar 5). Maka dari Pers. (6),

$$Q_{p(\text{kotor})} = c_u N_c^* + q'$$

Sehingga

$$Q_{p(\text{bersih})} = (c_u N_c^* + q') - q' = c_u N_c^* = 9 c_u = Q_p$$

## *3.6. Korelasi Desain Coyle dan Castello*

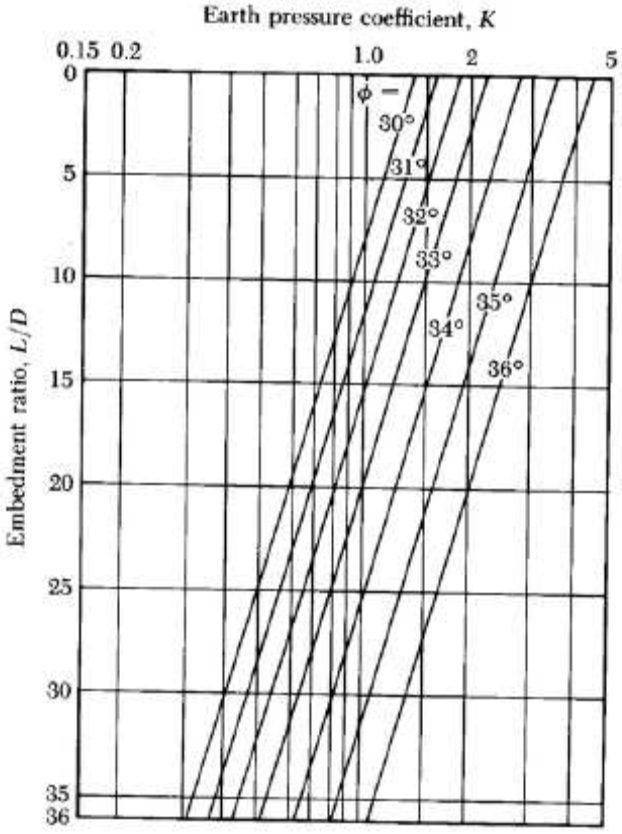
Coyle dan Castello (1981) telah menganalisis sejumlah uji beban lapangan berskala besar pemancangan tiang pada pasir. Untuk pasir, beban batas dapat dinyatakan dengan persamaan,

$$Q_u = Q_p + Q_s = q' N_q^* \, A_p + f_{av} \, pL \tag{42}$$

$$\text{dimana} \quad f_{av} = K\overline{\sigma_v'} \tan\delta \tag{43}$$

dimana $q'$ = tegangan vertikal efektif pada ujung tiang
$f_{av}$ = tahanan gesek rata-rata untuk keseluruhan tiang
$K$ = koefisien tekanan tanah lateral
$\overline{\sigma_v'}$ = tekanan *overburden* efektif rata-rata
$\delta$ = sudut gesek antara tanah-tiang.

Berdasarkan studi ini, perhitungan untuk nilai faktor daya dukung ( $N_q^*$ ) dikorelasikan dengan nisbah panjang tiang L/D. Gambar 12 memperlihatkan nilai-nilai $N_q^*$ untuk berbagai nisbah panjang tiang dan sudut gesek tanah. Di sini $N_q^*$ secara perlahan akan meningkat dengan L/D hingga mencapai suatu nilai maksimum tertentu dan akan menurun sesudahnya.



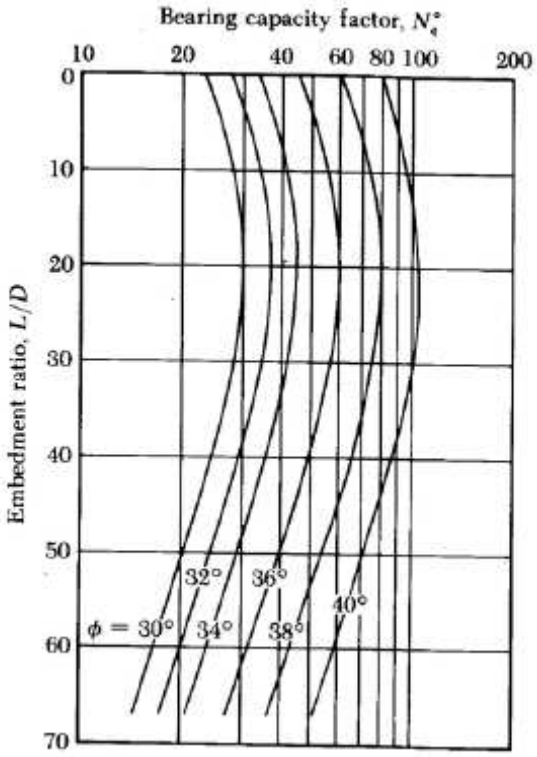

**Gambar 12 Variasi $N_q^*$ dengan L/D (Coyle dan Castello, 1981)**

Dengan cara yang sama, nilai-nilai deduksi K untuk berbagai nilai $\phi$ dan nisbah L/D diberikan pada Gambar 13. Di sini dapat terlihat bahwa untuk setiap nilai $\phi$, K berkurang secara linier dengan nisbah L/D. Pada gambar ini diasumsikan bahwa,

$$\delta = 0.8\phi \tag{44}$$

Maka dengan mengombinasikan Pers. (42), (43), dan (44) dapat diperoleh

$$Q_u = q' N_q^* A_p + pLK\overline{\sigma_v'} \tan(0.8\phi) \tag{45}$$




**Gambar 13 Variasi K dengan L/D (Coyle dan Castello, 1981)**

Dari hasil 24 uji beban tiang, Coyle dan Castello telah memperlihatkan bahwa Pers. (45) dapat menghitung beban batas dengan rentang kesalahan ±30 %, dengan mayoritas jatuh di dalam rentang kesalahan ±30 %.

## Referensi

Bowles, J.E.: Foundation Analysis and Design, 4th ed., Mc-Graw-Hill, New York, 1988.

Coyle, H.M., and Castello, R.R.: New design correlations for piles in sand, Journal of the Geotechnical Engineering Divisions, ASCE, Vol. 107, No. GT7, pp. 965-986, 1981.

Das, B.M.: Principles of Foundation Engineering, PWS Publishers, Boston, 1984.

McClelland, B.: Design of deep penetration piles for ocean structures, Journal of the Geotechnical Engineering Divisions, ASCE, Vol. 100, No. GT7, pp. 709-747, 1974.

Meyerhof, G.G.: Bearing capacity and settlement of pile foundations, Journal of the Geotechnical Engineering Divisions, ASCE, Vol. 102, No. GT3, pp. 197-228, 1976.

Vesic, A.S.: Test on instrumented piles-Ogeechee River site, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Divisions, ASCE, Vol. 96, No. SM2, pp. 561-584, 1970.

Vesic, A.S.: Design of Pile Foundations, National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Practice No. 42, Transportation Research Board, Washington, D.C., 1977.

Vijayvergiya, V.N., and Focht, J.A.,Jr.: A New Way to Predict Capacity of Piles in Clay, Offshore Technology Conference Paper 1718, Fourth Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1972.